



2ª Prova de EDI-49 Concreto Estrutural II

Parte teórica

Prof. Flávio Mendes Neto

Junho de 2015

Absolutamente sem consulta. A interpretação das questões faz parte da prova. Justifique cientificamente suas afirmações. Esta parte da prova tem 1 folha e 6 questões.

(duração máxima sugerida: 1 h 0 min)

Responda o que se pede e justifique, aprofundando o assunto adequadamente:

1ª Questão Quantos e quais são os passos básicos de uma análise com o modelo da Biela e Tirante (*strut-and-tie*)? Exemplifique.

2ª Questão Considere que um edifício residencial tenha N pilares com inércia própria individual I_{xxi} e I_{yyi} (cada pilar tem seu CG localizado pelas coordenadas x_i e y_i), onde $i = 1 \dots N$. Seria possível considerar que a subestrutura de contraventamento do edifício fosse composta apenas por estes pilares “normais”, sem qualquer caixa de elevador ou de escada? Em caso afirmativo, qual seria a inércia resultante desta subestrutura?

3ª Questão Calcule a inércia homogeneizada (lembrar que $\alpha_e = E_s/E_c$), no Estádio II, de uma seção transversal de concreto retangular ($b \times h$) com nc camadas de barras de área A_{si} posicionadas, como de costume, a uma distância d_i da borda superior ($i = 1 \dots nc$).

4ª Questão Partindo do princípio de que as perdas por atrito e ancoragem são calculadas com

$$F = F_o e^{-\left(\mu \sum \theta + kx\right)}$$

e

$$A = \Delta\ell \cdot E_p \cdot A_p,$$

mostre como poderiam ser calculadas tais perdas numericamente sem qualquer simplificação (como, por exemplo, linearizar a curva de atrito, não considerar o comprimento da curva etc.).

5ª Questão Explique qual a justificativa em se fazer uma verificação do ELU de seções transversais de concreto protendido considerando-se a seção sob Flexão Normal Simples (FNS). A força de protensão não estaria, afinal, causando uma flexo-compressão?

6ª Questão Como se relaciona o que se efetua, na prática, em termos de decalagem da armadura longitudinal com o que é necessário teoricamente?

Questão	1	2	3	4	5	6
Valor	0,5	0,5	1,0	1,5	1,0	0,5

Alguns comentários e considerações (não é um gabarito e muito menos um padrão de resposta)

1ª Questão Questão amplamente discutida em sala (e são, macroscopicamente, três).

2ª Questão Sim, é possível considerar que a estrutura de contraventamento seja formada pelos pilares “comuns”. A inércia conjunta deve ser calculada com o cuidado de se tomar o CG conjunto dos pilares.

3ª Questão Questão amplamente discutida em sala que passa pelo cálculo da posição do CG da seção fissurada homogeneizada e, em seguida, de sua inércia.

4ª Questão Não se esperava a dedução das expressões apresentadas e, muito menos, sua discussão. Esperavam-se comentários de como diminuir as simplificações numéricas no cálculo efetivo das perdas, inclusive como “inspiração” para a resolução da parte numérica da prova.

5ª Questão Questão amplamente discutida em sala.

6ª Questão O que se efetua, na prática, é o prolongamento das barras da armadura longitudinal. A necessidade teórica vem da compatibilização da teoria de flexão com o modelo de treliça. A questão era sobre a conexão entre estas duas considerações.



2ª Prova de EDI-49 Concreto Estrutural II
Prof. Flávio Mendes
Junho de 2015

Consulta livre (menos a seres humanos, próximos ou distantes), utilização de softwares gerais liberada, incluindo o EdPol e o Popca (envie os arquivos!). Utilização de programas e planilhas previamente confeccionados pelo próprio aluno liberada (entregar cópia eletrônica ao final da prova, inclusive dos arquivos de dados e resultados). A interpretação das questões faz parte da prova. Justifique cientificamente suas afirmações e comente, criticamente, todos os resultados obtidos.

Parte numérica: duração de 3 h

Dados gerais a serem considerados, a menos de indicação contrária:

- Seção transversal retangular com base b de 30 cm e altura total h de 124 cm
- Concreto C40 ($f_{ck} = 40$ MPa), diagrama t&d parabólico-retangular
- Peso específico da peça: 25 kN/m^3
- Considere, a menos de indicação contrária, uma viga com três apoios simples, simétrica, sem balanços e com comprimento total $L = 20$ m.
- Trajetória de protensão pós-tracionada aderente $e(x)$ expressa por um seno, para $0 \leq x \leq L$, dada por:

$$e(x) = a + b \cdot \sin(cx),$$

com $e(x)$ em metros e $a = -0,10$, $b = 0,46$ e $c = 3\pi/L$ (em unidades coerentes).

- Armadura ativa: 2 cordoalhas $\phi 12,7$ de CP-210 RB (a força de protensão aplicada sempre será a maior possível).
- Estimativa inicial da perda de protensão para a fase final: 17%
- Coeficientes de ponderação da segurança usuais.

1ª Questão Para a viga protendida pede-se qual o maior carregamento q (em kN/m) pode ser aplicado (não esqueça do peso próprio) considerando o ELU para:

- a) Fase inicial (considere, somente neste item, concreto C35)
- b) Fase final.
- c) Fase final com a inclusão de armadura passiva composta de 2 barras $\phi 12,5$ de CA-50 com $d' = 2,7$ cm.

2ª Questão Considerando a mesma trajetória $e(x)$, determine as perdas da força de protensão por atrito, ancoragem e encurtamento do concreto supondo:

- Coeficiente de atrito $\mu = 0,33$
- Coeficiente de ondulação não-intencional da bainha $\kappa = 0,0017 \text{ m}^{-1}$
- Deslocamento do dispositivo de ancoragem: $\Delta\ell = 3$ mm na extremidade esquerda e $\Delta\ell = 5$ mm na extremidade direita
- Aplicação da força de protensão nas duas extremidades, uma cordoalha de cada vez

3ª Questão Estime em porcentagem, para a fase final e apenas na seção central ($L/2$), as perdas da força de protensão por fluência, retração e relaxação considerando que a peça foi carregada com $t_o = 40$ dias de idade, em uma localidade com 70% de umidade relativa média e tenha somente suas laterais e parte superior expostas ao ar livre.

4ª Questão Dimensione, considerando aço CA-25, a armadura transversal da viga (composta por estribos verticais), agora suposta apenas de concreto armado, submetida a um carregamento total equivalente a quatro vezes seu peso próprio. Faça, ainda, o detalhamento desta armadura (esboços e numeração) escolhendo um dos diâmetros seguintes (em mm): 4,2; 5,0; 6,0; 7,0 e 8,0.

Observação: considere nesta questão que a armadura longitudinal seja de $4\phi 12,5$ (uma barra próxima a cada vértice) e que o cobrimento da armadura transversal seja de 20 mm.

Questão	1a	1b	1c	2	3	4
Valor	0,5	1,0	1,0	1,0	0,5	1,0

/F_MN/SWP3.5

Alguns resultados e comentários

Era importantíssimo notar que se tratava de uma viga hiperestática e, além do cálculo dos esforços devido ao carregamento - momentos fletores e cisalhamento - também havia a necessidade de que fossem calculados os momentos hiperestáticos da trajetória de protensão (M_h). Todas as questões são bastante influenciadas com esta consideração.

O momento hiperestático, simétrico em relação à x , pode ser calculado com o Teorema da Carga Unitária, como visto em sala, levando a

$$M_h(x) = -F \cdot x \cdot \frac{45\pi^2 + 184}{3000\pi^2}$$

para x em metros ($0 \leq x \leq 10$ m). Outra consideração que pode ser conveniente e produz os mesmos efeitos do M_h é a da excentricidade efetiva, que pode ser calculada com

$$e_{ef}(x) = e(x) + x \cdot \frac{45\pi^2 + 184}{3000\pi^2},$$

com as excentricidades em metros.

Além disso era necessário calcular as reações de apoio e momentos fletores devido a um carregamento uniformemente distribuído p . As reações das extremidades valem $3pL/16$ e a central de $5pL/8$, todas em oposição ao carregamento. O momento máximo é de $9pL^2/512$ (a uma distância $3L/16$ dos apoios extremos) e o mínimo é de $-pL^2/32$, no apoio central ($x = L/2$). A equação do momento fletor é parabólica

$$\frac{px}{16}(3L - 8x)$$

para $0 \leq x \leq L/2$.

Considerando o momento hiperestático e o carregamento somente devido ao peso próprio fica-se com duas seções críticas: a 3,00 m e a 10,00 m, com momentos fletores de 42,81 kN·m e -182,82 kN·m, respectivamente.

A seção transversal tem área de 0,3720 m², módulo de flexão de 0,07688 m³, momento de inércia de 0,04767 m⁴ e centro de inércia à uma distância de 0,2067 m. O peso próprio é equivalente a um carregamento de 9,3 kN/m.

O aço tem $\varepsilon_{pyd} = 8,2174^\circ/oo$, $\xi = 0,9$ e $\varepsilon_u = 35^\circ/oo$.

1ª Questão

a) Esta verificação poderia ser feita com a consideração do ELS-CE que leva a limites de tensão entre -3,8520 MPa e 24,5000 MPa (lembrar que neste item deve-se considerar um concreto C35 que possui $f_{ct,m} = 3,21$ MPa e $E_{cs} = 29.402,92$ MPa). A força de protensão deve ser considerada máxima fornecendo $F_i = 0,3136$ MN que, ponderada, leva a $F_d = 0,3450$ MN.

Procedendo-se a uma otimização da seção do apoio central ($e_{ef} = -34,79$ cm) pode-se obter o máximo carregamento, que leva a tensão na fibra inferior ao limite inferior, de 38,99 kN/m que, descontado o peso próprio, admite uma carga acidental adicional de 29,69 kN/m. A tensão na fibra superior, com estes carregamentos, passa a ser de 5,7066 MPa.

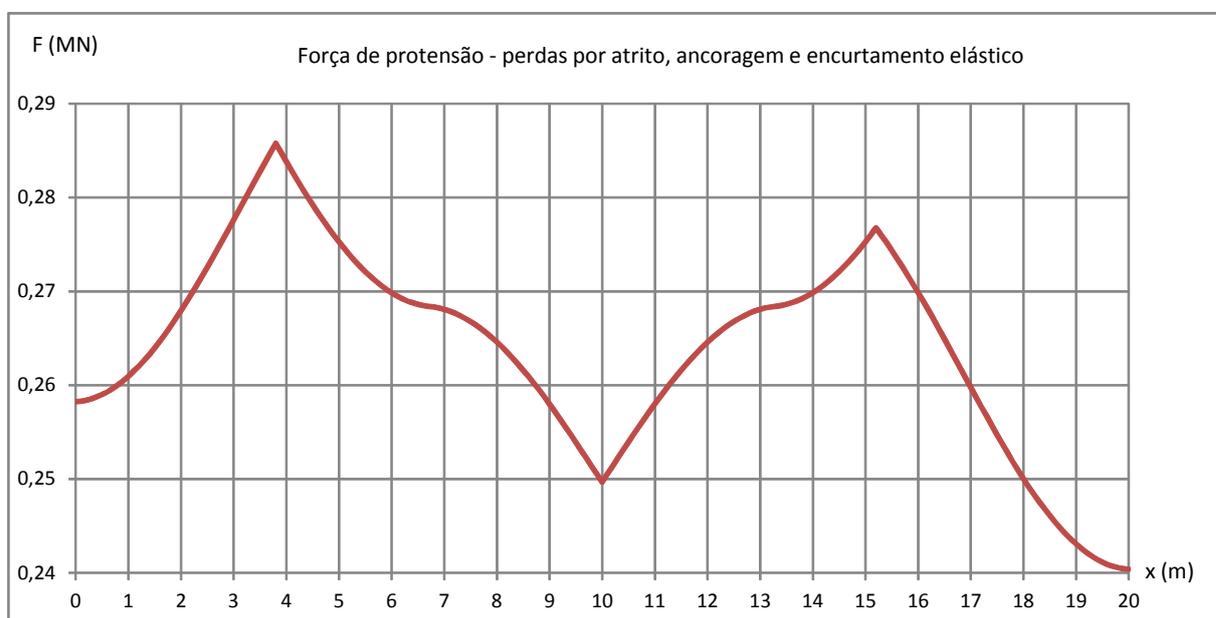
b) A armadura ativa tem 2,018 cm² e está posicionada com $d_p = 1,18$ m ($\bar{w}_p = 0,04286$). O cálculo do pré-alongamento é feito sem dificuldades e leva a $\varepsilon_{pré} = \varepsilon_{p1} + \varepsilon_{p2} = 5,8042 + 0$. Fazendo a otimização do carregamento acidental com a variação da profundidade da linha neutra e a restrição da equação de equilíbrio de forças ser satisfeita chega-se à $\kappa_x = 0,09333$, $\varepsilon_{ELU} = 10$, $\alpha_p = 0,9283$, $\bar{\eta} = 0,03979$ e $\bar{\eta}_a = 0,001302$. Obtem-se, assim, um carregamento acidental máximo de 7,69 kN/m (que fornece, junto com o peso próprio, um módulo de momento característico de 0,2789 MN·m (peso próprio, hiperestático e acidental) ou $\bar{\mu} = 0,03849$).

c) Adiciona-se ao item anterior a armadura passiva com 2,4544 cm² posicionada com $d = 1,213$ m ($\bar{w}_s = 0,01241$). O cálculo do pré-alongamento não muda. Fazendo a otimização do carregamento acidental com

a variação da profundidade da linha neutra e a restrição da equação de equilíbrio de forças ser satisfeita, lembrando que agora o polo é marcado na armadura passiva, chega-se à $\kappa_x = 0,10796$, $\varepsilon_s = 10$, $\varepsilon_{ELU} = 9,6960$, $\alpha_p = 0,9272$, $\alpha_s = 1$, $\bar{\eta} = 0,05216$ e $\bar{\eta}_a = 0,00200$. Obtem-se, assim, um carregamento acidental máximo de 14,46 kN/m (que fornece, junto com o peso próprio, um módulo de momento característico de 0,3635 MN·m (peso próprio, hiperestático e acidental) ou $\bar{\mu} = 0,05016$.

Observação: se, por absurdo, o momento hiperestático do cabo de protensão fosse “esquecido” os carregamentos dos itens anteriores seriam, erronea e respectivamente, a) 35,55 kN/m b) 13,01 kN/m e c) 19,78 kN/m.

2ª Questão Partindo-se da força inicial 0,3136 MN e calculando, em sequência, as perdas por atrito, ancoragem ($A_{esq} = 0,1211$ MN·m e $A_{dir} = 0,2018$ MN·m) e encurtamento do concreto (calculado para uma cordoalha já que a protensão é em fases e com a viga hiperestática submetida apenas ao seu peso próprio), pode-se obter a curva esquematizada a seguir, cujos valores notáveis são, respectivamente, 0,2583 ($x = 0$ m); 0,2858 ($x = 3,8$ m) ; 0,2497 ($x = 10$ m) ; 0,2768 ($x = 15,2$ m) e 0,2404 MN ($x = 20$ m) .



3ª Questão Fazendo interpolações lineares com t_o , umidade e $2 A_c/u = 0,2676$ m na Tabela 8.2 da NBR-6118 (que resulta em $\varphi = 2,23$ e $\varepsilon_{cs} = -0,34$) e usando o item 9.6.3.4.3 pode-se calcular uma perda máxima de 10,11%.

4ª Questão Nota-se, mais uma vez, que a viga é hiperestática com reações de apoio nas extremidades de 0,1395 MN e no centro de 0,4650 MN. O cortante máximo encontrado é de 0,2325 MN que, ponderado, leva a $V_d = 0,3255$ MN. Considerando-se barras transversais com 8 mm de diâmetro é fácil perceber que a compressão do concreto está ok ($V_{Rd2} = 2,3440$ MN) e pode-se utilizar esta armadura como mínima ($V_c = 0,3808$ MN) com espaçamento (aproximado) de 11,9 cm. Era esperado, ainda, o detalhamento desta armadura.